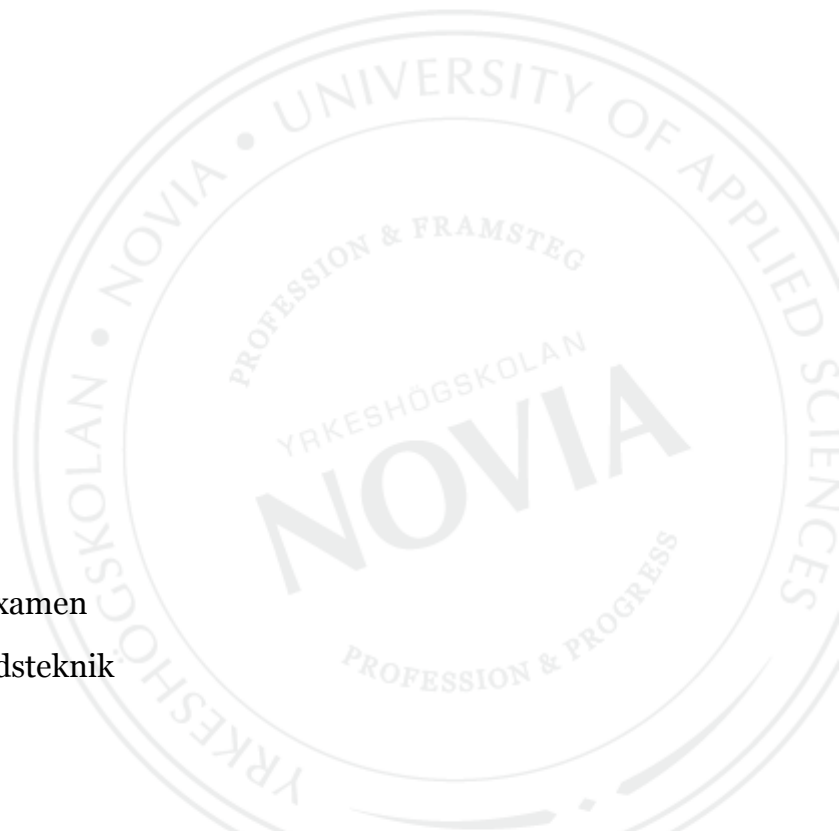


Excel-pelardimensionerare enligt Eurocode 3

Erik Björkqvist

Examensarbete för Ingenjör (YH)-examen
Utbildningsprogrammet för byggnadsteknik
Raseborg 2013



Förord

Detta ingenjörsarbete har handletts av Håkan Bjurström från Yrkeshögskolan Novia och riktar sig till alla blivande byggnadsingenjörer i Finland. Ett stort tack till alla lektorer inom Yrkeshögskolan Novia som har inspirerat mig och visat att examensarbetet är realiserbart.

Raseborg 27.03.2013

Erik Björkqvist

EXAMENSARBETE

Författare: Erik Björkqvist

Utbildningsprogram och ort: Byggnadsteknik, Raseborg

Inriktningsalternativ/Fördjupning: Konstruktionsplanering

Handledare: Håkan Bjurström, Yrkeshögskolan Novia

Titel: Excel pelardimensionerare enligt Eurocode 3

Datum 27.3.2013

Sidantal 31

Bilagor 0

Abstrakt

Syftet med examensarbetet är att visa teorin bakom knäckning för IPE-, HEB- och HEA-pelare samt att visa problematiken bakom eurokoderna som har möjliggjort beräkningarna för dagens standarder. Profilerna behandlas i arbetet ur knäckningssynvinkel under en centrisk axiell last. I examensarbetet är målet att konstruera en Excel pelardimensionerare som följer den tredje Eurokoden. Är det möjligt att göra en användarvänlig dimensionerare för allmänheten som skulle vara riktgivande för dagens behov av att spara på stål?

Examensarbetet börjar med Eulers teorier som är grundläggande kunskap för dagens statikberäkningar inom byggnadsbranschen. Sedan fortsätter examensarbetet med eurokodernas start som revolutionerat samarbetet i Europa inom hållfasthetslära och som lett till standardisering av konstruktioner runt om i världen.

Slutprodukten blev en Excel pelardimensionerare som följer dagens Eurokodstandarder angående knäckning. Excel visade sig vara ett väldigt bra verktyg som borde användas mera p.g.a. dess tillgänglighet och kundvänlighet.

Språk: Svenska

Nyckelord: Knäckning, Stålpelare, Excel, Eurokoder

BACHELOR'S THESIS

Author: Erik Björkqvist

Degree Programme: Construction Engineering, Raseborg

Specialization: Structural Engineering

Supervisor: Håkan Bjurström, Novia University of Applied Sciences

Titel: Excel Column Dimensioning According to Eurocode 3/ Excel pelardimensionerare enligt Eurocode 3

Date 27 March 2013

Number of Pages 31

Appendices 0

Abstract

The idea of this thesis is to show the theory behind buckling of IPE, HEB and HEA columns and the problems behind the Eurocodes that made today's standards possible. The profiles are dealt with in the thesis according to buckling failure due to a centric axial load. This thesis aims to design an Excel column dimensioning program which corresponds to the third Eurocode. Is it possible to create a user-friendly dimensioning program for the public that would be indicative for today's demand to save steel with the most used profiles on the market?

The thesis starts with Euler's theories, which are the basis of today's knowledge of static calculations within the construction industry. Then it continues to the beginning of the Eurocodes, which revolutionized the cooperation within Europe in the sciences of material strengths and pursued standardizing constructions around the world.

The final product is an Excel column dimensioning program which calculates buckling failure according to the Eurocode. Excel has shown to be a brilliant tool which should be used more because of its availability and consumer friendliness.

Language: Swedish

Key words: buckling, steel columns, Excel, Eurocodes

Innehållsförteckning

1	Inledning.....	1
2	Statik.....	3
2.1	Eulers formel för pelare med ledade ändar	3
2.2	Utformning av pelare med centrisk belastning	7
3	Eurokoder	9
3.1	Stål.....	9
3.2	Tryck	10
3.3	Elasticitetens kritiska last.....	10
3.4	Defekter.....	13
4	Excel	21
4.1	Grunder	21
4.2	Funktioner.....	21
4.3	Dimensioneraren.....	22
4.4	Formler.....	24
5	Kritisk granskning.....	26
6	Slutsatser	28
	Källförteckning	30

1 Inledning

I dagens värld har alla stora planeringsbolag Autodesks eller Teklas programvara för att dimensionera sina konstruktioner. De kommersiella programmen lämpar sig väldigt bra för dessa företag, men ibland kan det komma nya produkter på marknaden som ingen har gjort räknare för. I så fall måste man vänta på att programmerarna tillämpar de nya detaljerna i sina existerande program, vilket kan ta lång tid eller för evigt.

Detta examensarbete visar att det redan finns verktyg på marknaden som kan användas för att själv göra en räknare åt sig med de nya produkternas information, nämligen Excel. Excel har funnits sedan 80-talet och har förnyats med några års mellanrum sedan den kom ut. Idag kan man ladda ner ”Developer” versioner av Excel som passar bra till att göra en fin och fungerande räknare åt sig. Enkelt att skriva in all information som produkterna har publicerat så man kan följa eurokodernas ekvationer för att dimensionera profilerna åt sig, och spara pengar i materialkostnad p.g.a. optimeringen som kan göras med enkla lösningar i Excel.

Kapitel 3 behandlar eurokodernas historia och hur de har blivit dagens räknesätt för att dimensionera konstruktioner i Europa och i världen. Arbetet är begränsat till den tredje eurokoden som behandlar stål och är vidare begränsat till centriskt lastade pelare ur knäckningssynvinkel. Examensarbetet behandlar också hur ekvationerna har utvecklats genom kritiskt tänkande och empirisk undersökning under de senaste 100 åren.

Eulers ekvationer för böjda pelare tillhör de grundläggande fallen som bestämmer en pelares beteende under en last. Ekvationerna utvecklades senare med knäcknings och stukningssynvinkel och implementerades i eurokoderna med hjälp av Gordon-Rankines nya ekvationer.

Arbetet försätter till de nya beteckningarna i knäckningsformlerna och orsaken till kvasikonstanterna som modifierar slutresultaten för att optimera pelarna. Examensarbetet presenterar också en räknare i Excel som jag själv konstruerat för IPE-, HEB- och HEA-pelare och är optimerade för att förhindra knäckning enligt Eurokoderna. Den har också en tilläggsfunktion som räknar fastsättningarnas bultar och svetsningar, men är begränsad till att man måste veta momentet eftersom det är ett startvärde i beräkningarna.

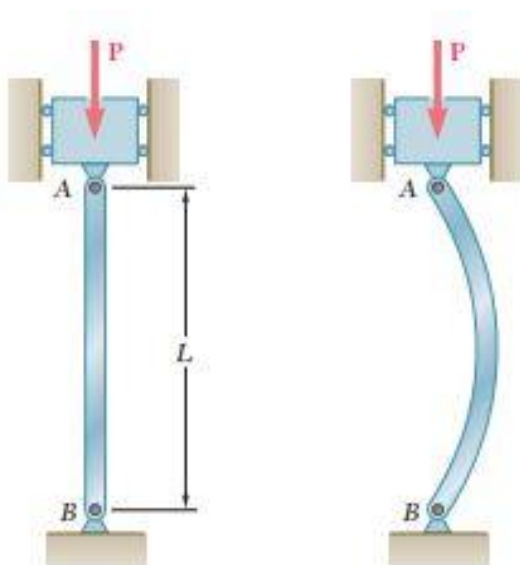
Eftersom det finns så många olika räkningar i eurokoderna som ändras kontinuerligt så visar detta arbete att man inte behöver köpa de nya räkneprogrammen, utan att det räcker med de nya ändrade eurokoderna och att man sedan tillämpar ändringarna i sin personliga räknare. Det är inte så smart att använda andras räknare, förutom om man vet exakt vad den räknaren gör. Med den personliga räknaren så har man alltid ett hum om vad som skall ändras och var.

Räknarens uppgift är att hjälpa konstruktören att få pelarna rätt dimensionerade för eventuella projekt. Variablerna som bör appliceras i räknaren inkluderar längden och följer med val av stålklass och sedan de permanenta och vistelselasterna. Efter att dessa variabler insatts så visar räknaren de lämpligaste IPE-, HEB- och HEA- pelare enligt knäckningsberäkningar.

2 Statik

2.1 Eulers formel för pelare med ledade ändar

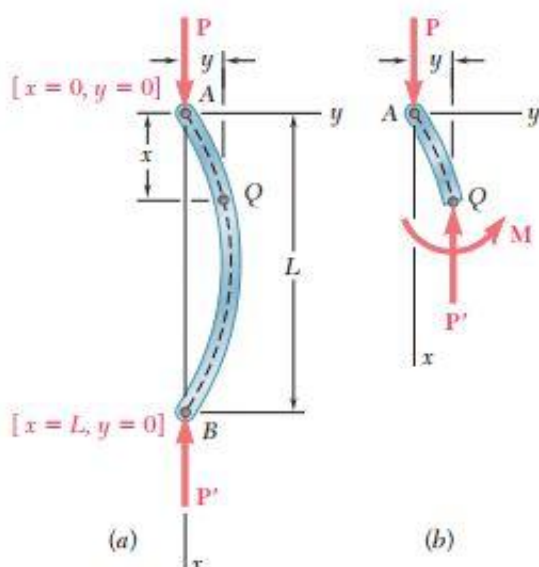
En ledad pelare kan betraktas som en balk som placeras i vertikalt läge och utsätts med en axiell belastning. Den teoretiska pelaren kan tolkas som en rak homogen prisma. Figur 1 visar Eulers pelare som belastas av lasten P och böjer sig i en sinuskurva.



Figur 1: Rak och böjd pelare med ledade ändar

(Beer, Johnston, DeWolf och Mazurek 2012, s 635)

Figur 2 visar momentet och läget för tvärsnittet Q i den böjda pelaren. Euler räknade inte med specifika laster, utan med konstanten P . Läget för Q definierade han med x och y som i ett koordinatsystem.



Figur 2: Pelare i böjt tillstånd med tvärsnittsillustrering

(Beer m.fl. 2012, s 635)

Pelaren kommer alltid att återgå till sitt ursprungliga läge om lasten inte överskrider den kritiska lasten. Med att sätta värdena i deformationsekvationen $\delta = (\text{last} \cdot \text{längd}) / (\text{tvärsnittsarea} \cdot \text{elasticitetsmodul})$ så visar det hur mycket pelaren trycks ihop när den är vertikal. Om jämvikten är rubbad och lasten överskrider den kritiska lasten så uppstår det en elastisk kurva. I så fall har pelaren blivit instabil.

Med att applicera en säkerhetsfaktor till den kritiska lasten så kan man bestämma den acceptabla lasten som kan tillämpas på den ledade pelaren.

Om x-axeln är riktad vertikalt och y-axeln horisontalt åt höger så går det att bestämma böjmomentet vid ett specifikt avstånd från toppen. Då verkar Q som böjmomentpunkt i pelaren med vertikala avståndet x till A och vågräta avståndet y till A.

$$M = -Py \quad (1)$$

Momentet M är lika med den negativa lasten P som multiplicerat med horisontala avståndet y.

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M}{EI} = -\frac{P}{EI}y \quad (2)$$

Differentialekvation 2 är delad med elasticitetsmodulen E och tröghetsmomentet I.

$$\frac{d^2y}{dx^2} + \frac{P}{EI}y = 0 \quad (3)$$

Andragradens linjära homogena differentialekvation bestäms med konstanta koefficienter.

Därför sätts ekvation 3 lika med 0. Med att byta ut $\frac{P}{EI}$ med p^2 så görs följande.

$$p^2 = \frac{P}{EI} \quad (4)$$

Ekvation 4 insätts i ekvation 3.

$$\frac{d^2y}{dx^2} + p^2y = 0 \quad (5)$$

Ekvation 5 motsvarar differential ekvationen för harmonisk rörelse förutom att den oberoende variabeln ändrades från tiden t till det horisontala avståndet x. Härledningen leder till

$$y = A \sin px + B \cos px \quad (6)$$

Det horisontala avståndet y definieras enligt integrationskonstanterna A och B med sin och cos både för det vertikala avståndet x och $p (= \sqrt{\frac{P}{EI}})$. Med att sätta x och y lika med noll i ekvation 6 då blir B lika med noll. Anta att $x = L$ och $y = 0$ så fås:

$$A \sin pL = 0 \quad (7)$$

Om $A = 0$ realiserar så blir $y = 0$ i ekvation 6 och då är pelaren rak. Om $pL = 0$ realiserar så tas $pL = n\pi$ eller lösning av P med ersättning av p

$$P = \frac{n^2 \pi^2 EI}{L^2} \quad n=1,2,3,\dots \quad (8)$$

Det minsta P i ekvation 8 fås med att ha $n = 1$. Då går det att producera Eulers ekvation:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (9)$$

Insättning av P i ekvation 4 och värdet av p till ekvation 6 och $B = 0$ fås

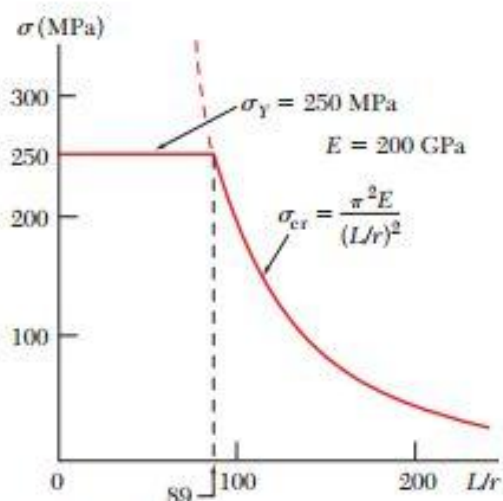
$$y = A \sin \frac{\pi x}{L} \quad (10)$$

Ekvation 10 är en elastisk kurva efter att pelaren har böjts och den maximala förskjutningen är obestämd. Det är p.g.a. att ekvation 3 är en ungefärlig linjerad ekvation åt den riktiga differentialekvationen på en elastisk kurva.

I_{min} skall alltid användas till den kritiska lasten eftersom pelaren förskjuts mot det svagare hållet. Den kritiska spänningen som uppstår av kritiska lasten betecknas σ_{cr} . Med att infoga $I = Ar^2$ i Eulers formel så fås det ett slankhetstal för pelaren där r är tröghetsradien som bestämmer den kritiska spänningen. Radien måste vara minimum.

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L}{r}\right)^2} \quad (11)$$

I ekvation 11 så är L/r slankhetstalet och det tyder på att den kritiska spänningen är invers proportionerad till slankhetstalet i kvadrat i pelaren.



Figur 3: Spänning och slankhetstal

(Beer m.fl. 2012, s 637)

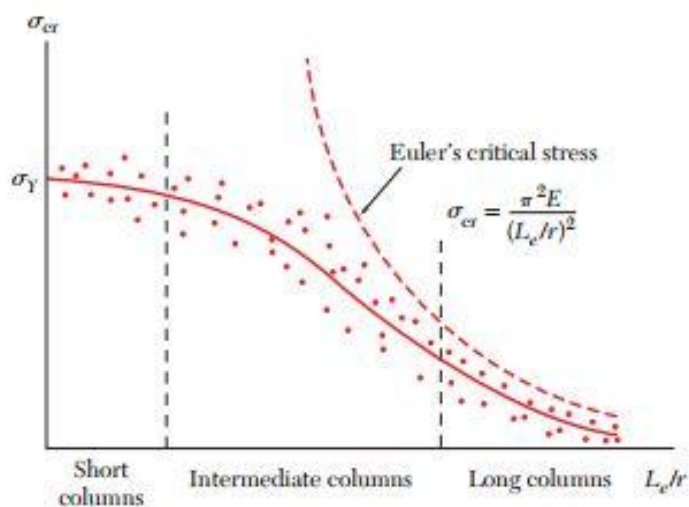
Med att anta att $E = 200$ GPa och $\sigma_y = 250$ MPa samt att beräkna kritiska spänningen så visar figur 3 vad som händer när slankhetstalet överskrider 89. Pelaren kommer att böjas av trycket.

Tyvärr så är detta fall bara teoretiskt. I praktiken finns det tre stycken faktorer som orsakar tidig böjning, nämligen excentriciteten av lasten, profilens produktionsfel och stålets varierande kvalitet. De nya kalkylerna som beaktar dessa faktorer leder till en smidigare övergång från långa pelares böjning till korta pelares plastiska deformation.

(Beer m.fl. 2012, s 635-637)

2.2 Utformning av pelare med centrisk belastning

Pelardimensionerna är i praktiken baserade på empiriska formler som är baserade på mängder av laboreringstester. Under det senaste århundradet har pelare testats med att tillföra en axiell last tills pelaren knäcks.

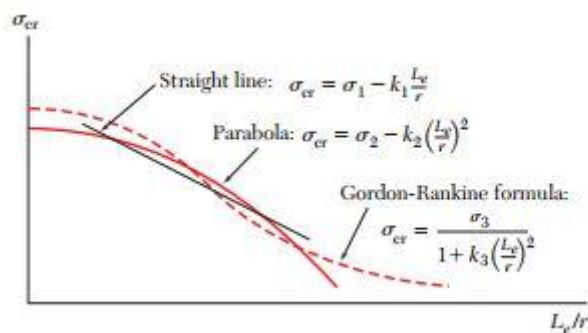


Figur 4: Testresultat på pelare genom tiderna

(Beer m.fl. 2012, s 661)

Figur 4 visar en mängd med testpunkter som placerats enligt spänningen vid kollapsen och effektiva slankhetstalet horisontalt.

Det uppstår tre olika arter av kollaps. De långa och slanka följer Eulers formel och kritiska spänningen beror på stålets elasticitetsmodul, icke sträckgränsen. De korta pelarna kollapsar enligt sträckgränsen, som är under kritiska spänningen. De besvärliga pelarna är de i mellanläge eftersom de har två variabler som inverkar på varandra. σ_y och E proportionerna har undergått grundliga empiriska tester för att handleda utvecklingen till dimensionerande formler.



Figur 5: Kritisk spänning och slankhetstal

(Beer m.fl. 2012, s 661)

Figur 5 visar hur besvärligt det är att passa in pelarnas slankhetstal i praktiken. Det krävs flere empiriska formler att jämföra med för att kontrollera pelarens lämplighet. Dessutom skall det infogas en lämplig säkerhetsfaktor om ekvationen inte ger en direkt acceptabel spänning.

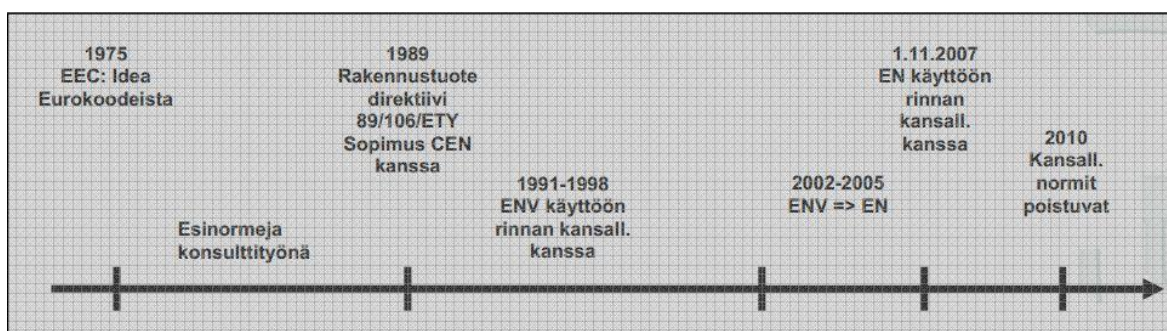
(Beer m.fl. 2012, s 661)

3 Eurokoder

De europeiska standarderna för bärverk kom i kraft i Finland 1.11.2007 med det så kallade första paketet. Paketet innehöll standarderna för hur vanliga byggobjekt skall beräknas. Allt från hur mark- och vattenobjekt skall uppfylla kraven på mekanisk hållfasthet, stabilitet och brandsäkerhet.

Den Nordiska kommittén för byggbestämmelser samlade gemensamma normer i Norden mellan åren 1960 och 1990. Med hjälp av dessa så sammanställdes de och initierade modellnormer som sedan ledde till internationella normer. 1975 anses vara starten för Euronormerna, när det presenterades en idé att samordna standarderna. Planeringsdirektiv sattes sedan upp av konsulter, och den första generationen av Eurokoder publicerades 1984. Figur 6 visar resten av etapperna i eurokodernas historia.

(Heinisuo 2008, s4)



Figur 6: Eurokodernas tidslinje på dess utveckling

(Heinisuo 2008, s 6)

3.1 Stål

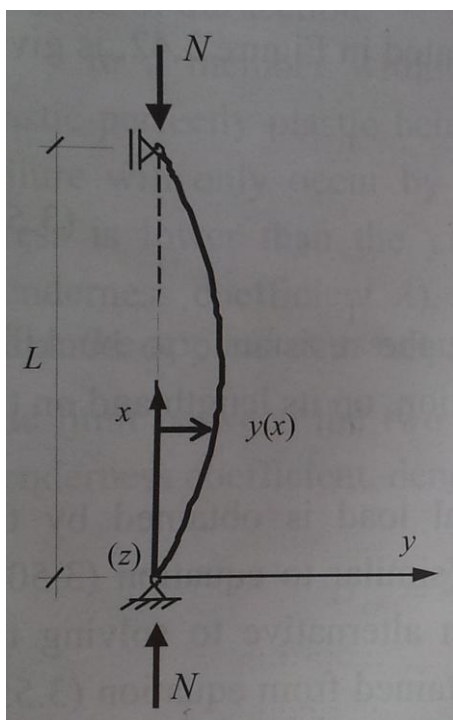
Stålkonstruktionernas Eurokoder (ENV) gjorde det möjligt att exportera planeringsobjekt. Under tiden som användningen ökade så gjordes det mycket forskning där ENV jämfördes med gamla RakMk B7, men inga större skillnader upptäcktes. Resultaten är liknande p.g.a. att räknesätten inte ändrats så mycket.

(Heinisuo 2008, s64)

3.2 Tryck

Eurokoderna för pelare som utövar axiellt tryck följer väldigt nära Eulers tidigare statik. Eurokoderna har delat upp de plastiska och elastiska egenskaperna noggrannare och använder lite olika tecken för sina konstanter. Böjmotståndet efter ett axiellt tryck bedöms efter relevanta defekter som förekommer i äkta pelare. Figur 7 visar den sinusformade pelaren enligt eurokoderna.

(Silva, Simões och Gervásio 2010, s173)



Figur 7:Eulers pelare

(Silva m.fl. 2010, s 173)

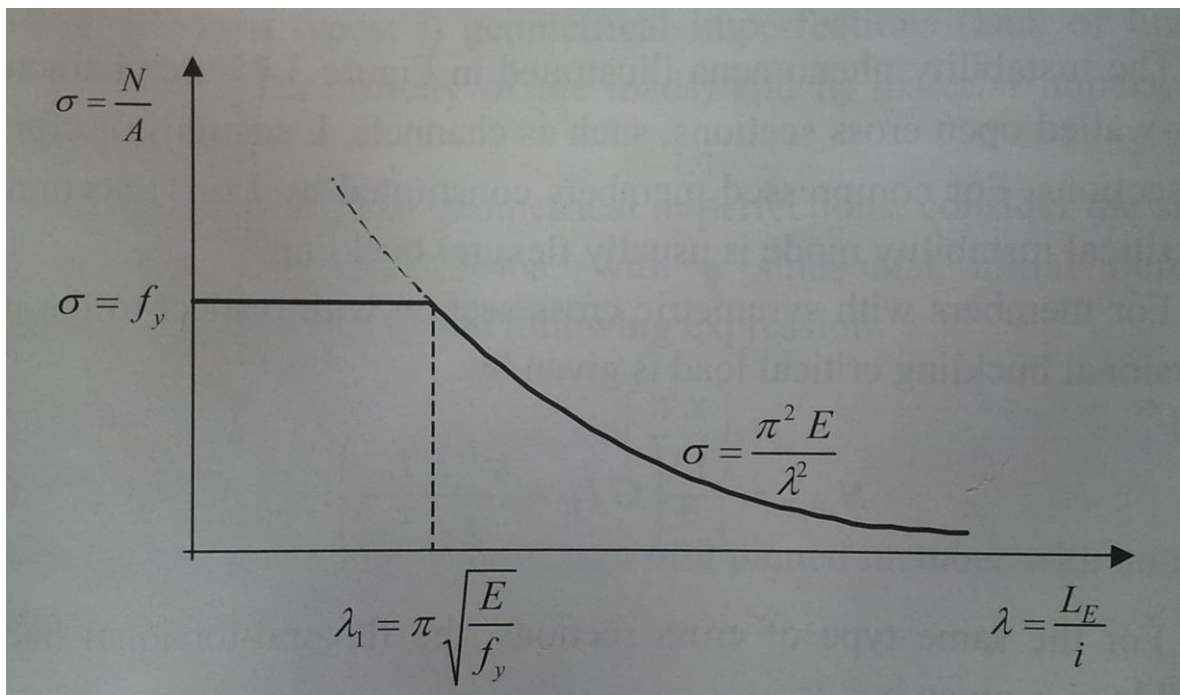
3.3 Elasticitetens kritiska last

Elasticitetens kritiska last är härledd av elasticitetens stabilitetsteori som leder till att det axiella trycket skapar deformationer som inte är enbart axiella.

Små deformationer härstammar från ekvation 2, t.ex. lasten P är utbytt till N .

Ekvation 12 är samma som ekvation 6, men p motsvarar k och integrationskonstanterna A och B motsvarar $D_1 D_2$.

$$y = D_1 \sin kx + D_2 \cos kx \quad (12)$$

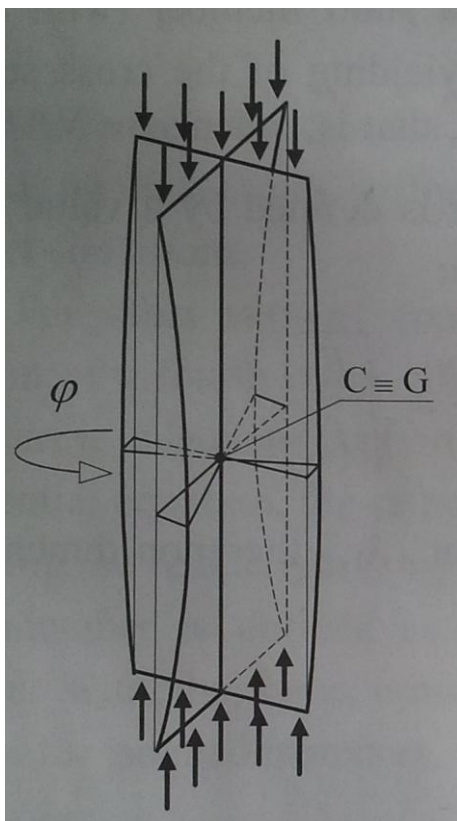


Figur 8: Spänning och slankhetstal

(Silva m.fl. 2010, s 175)

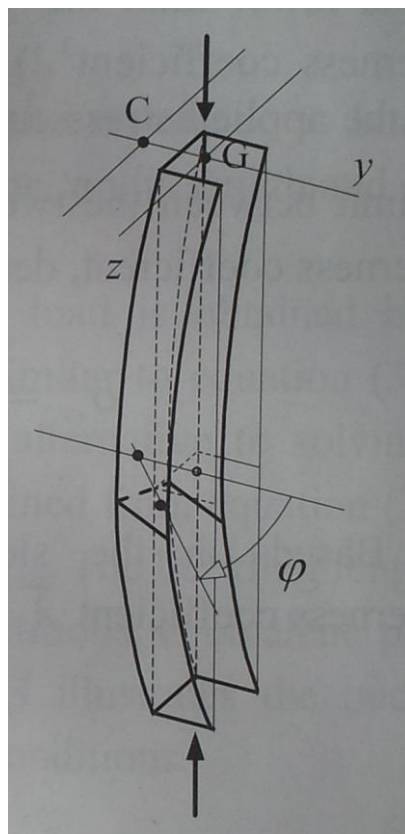
$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(\frac{L_E}{i})^2} \quad (13)$$

Var $\lambda = L_E/i$, vilket är slankhetstalet och $i = (I/A)^{0,5}$ som är tröghetsradien. Figur 8 visar identiska lösningar p.g.a. att de följer Eulers exempelpelare.



Figur 9: Vridknäckning

(Silva m.fl. 2010, s 176)



Figur 10: Böjvridknäckning

(Silva m.fl. 2010, s 176)

Figur 9 och 10 visar hur tunnflänsiga profiler förhåller sig till instabilitetsfenomenet som är en möjlig situation för I och H profiler, nämligen böjknäckning.

(Silva m.fl. 2010, s 173-176)

I en slank pelare kan den uppstå två liknande instabilitetsfenomen, nämligen böj- och böjvridknäckning. Böjvridknäckning uppstår bara när det sker både tryck och böjning medan böjknäckning kan uppstå antingen via tryck eller både tryck och böjning. Pelaren dimensioneras ofta enligt dessa fall, eftersom pelaren blir ofta långa med hög slankhetstal och hög hållfasthet.

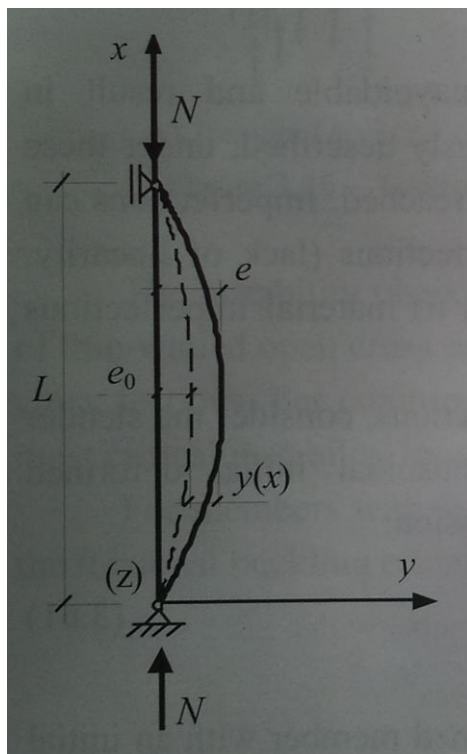
(Lind och Lovén 2010, s 7)

3.4 Defekter

Eftersom defekter är oundvikliga så har de delats in i tre olika kategorier, geometriska defekter, materialens defekter och den tillämpade lastens excentricitet. Den sinusformade pelaren representeras av:

$$y_0 = e_0 \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) \quad (14)$$

Figur 11 visar de nya konstanterna för Eulers pelare. Horisontal böjningen betecknas med e .



Figur 11: Sinusformen av en pelare

(Silva m.fl. 2010, s 178)

Differentialekvationen för den ledade pelarens startdefekt är

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} + N(y + y_0) = 0 \quad (15)$$

Med att anta $y(0) = 0$ och $y(L) = 0$ i ekvationerna 14 och 15 så skapas

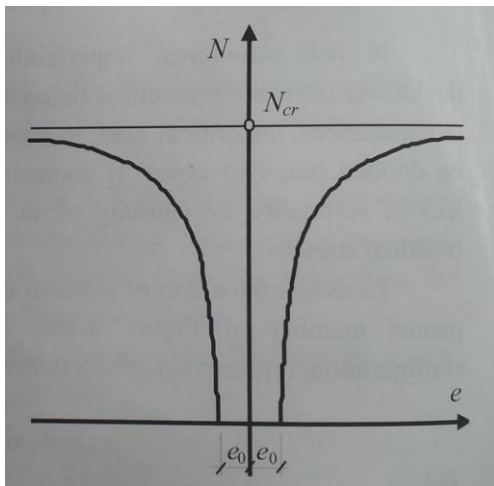
$$y = \frac{e_0}{\frac{N_{cr}}{N} - 1} \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) \quad (16)$$

Där Eulers kritiska last N_{cr} orsakar att kraften N fungerar som en funktion för totaldeformationen:

$$y_1 = y + y_o = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} e_0 \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) \quad (17)$$

Horisontalförskjutningen sker vid $x = L/2$ och betecknas med e . Figur 11 och ekvation 14 illustrerar deformationen

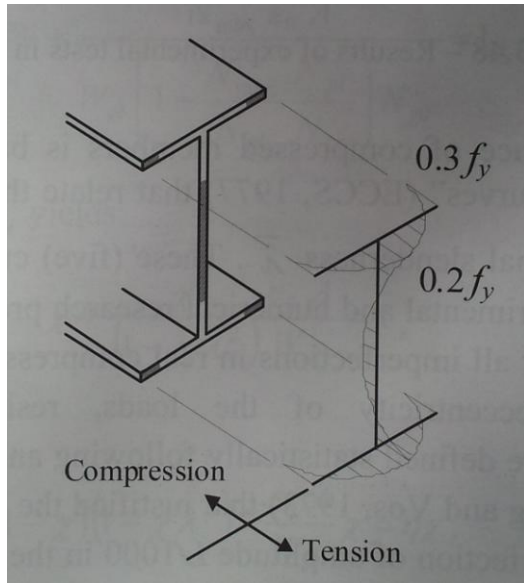
$$e = \frac{e_0}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \quad (18)$$



Figur 12: Last- och sidleds förskjutning förhållande

(Silva m.fl. 2010, s 178)

Till och med små axiella krafter genererar böjmoment enligt startdeformationen. Figur 12 visar hur förhållandet mellan sidoförskjutningen och axiella kraften påverkar profilen i samma diagram.



Figur 13: Typiska restspänningar i en valsad I-profil

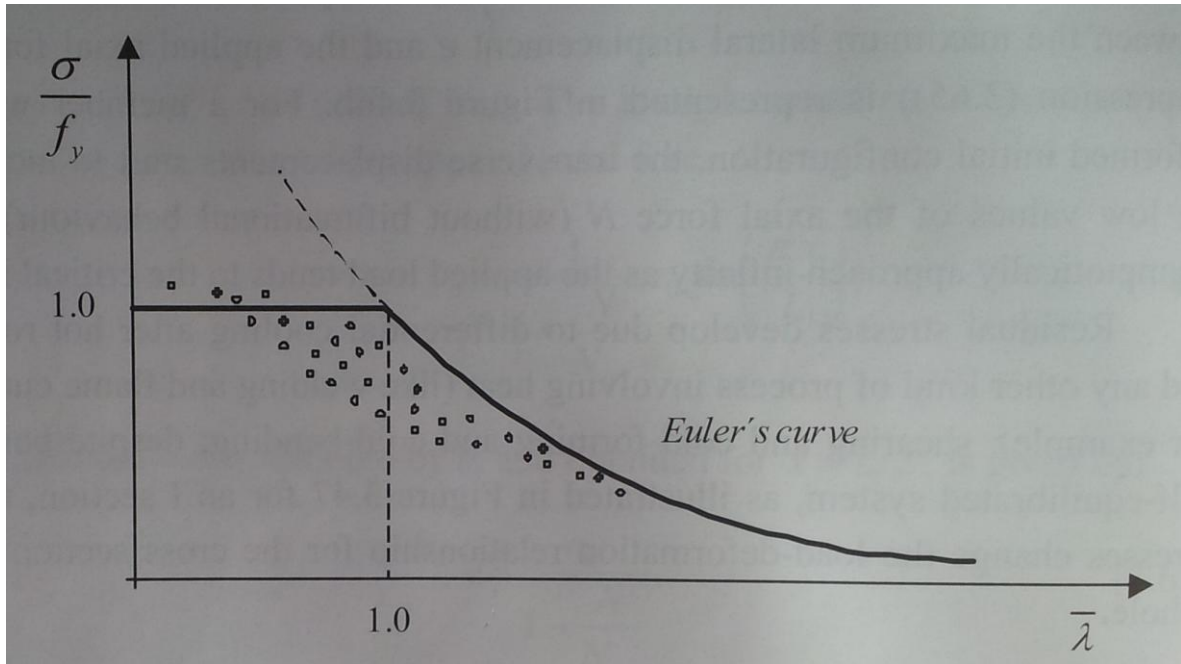
(Silva m.fl. 2010, s 179)

$$M(x) = N(y + y_0) = N \frac{1}{1 - \frac{N_{cr}}{N}} e_0 \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) \quad (19)$$

Momentet M i höjden x definieras med ekvation 19.

Fastän profiler är i jämviktsläge så uppstår det restspänningar av kylningen efter hetta, som uppstår av trycket från böjningar av profilen. Figur 13 visar hur en I-profil påverkas av trycket och draget i en skärning

Figur 14 är eurokodernas förenkling av figur 3 och ger exempel på de empiriska testernas förhållande till Eulers kurva (ECCS, 1976). Plasticiteten är huvudsakliga orsaken till knäckningar av pelaren. När spänning och sträckgränsens proportion (σ/f_y) överskrider 1,0 så bör det lösas empiriskt p.g.a. materialets deformationshärdning.



Figur 14: Eurokodernas illustrering av resultat från trycktester

(Silva m.fl. 2010, s 180)

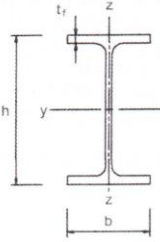
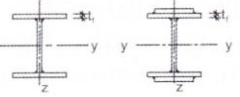

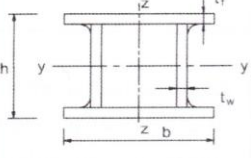
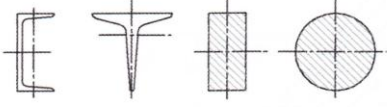
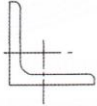
Figur 14 skapades av "European design buckling curves" och genererade formeln $\chi = \sigma/f_y$, som är det relativa förhållandet mellan spänning och sträckgräns. Eurokoderna har $\bar{\lambda}$ som slankhetsparameter och lika med 1.0 när pelaren böjs.

Ekvation 20 gäller när pelaren i figur 11 inte har någon sidolast så länge spänningen håller sig under sträckgränsen. N_{max} är maximala värdet för att pressa ihop pelaren vertikalt och N_{pl} är lika med sträckgränsen multiplicerat med tvärsnittsarean.

$$\frac{N_{max}}{A} + \frac{N_{max}e}{W_{el}} = f_y \quad (20)$$

När ekvation 17 tillämpas i ekvation 20, som också divideras med sträckgränsen så fås det en dimensionslös ekvation:

$$\frac{N_{max}}{N_{pl}} + \frac{N_{max}e_0A}{W_{el}(1 - \frac{N_{max}N_{pl}}{N_{pl}N_{cr}})N_{pl}} = 1 \quad (21)$$

Cross section		Geometry limits	Buckling about axis	Buckling curve	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Rolled I or H sections		$h/b > 1.2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y Z-Z	a a_0
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y Z-Z	b a
		$h/b \leq 1.2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y Z-Z	b a
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y Z-Z	d c
Welded I or H sections		$t_f \leq 40 \text{ mm}$		y-y Z-Z	b c
		$t_f > 40 \text{ mm}$		y-y Z-Z	c d
Hollow sections		hot finished		any	a a_0
		cold formed		any	c c
Welded box sections		Generally (except as below)		any	b b
		thick welds: $a > 0.5 t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$ (a – throat thickness)		any	c c
U, T and solid sections		any		any	c c
L Sections		any		any	b b

Figur 15: Tabell med knäckningskurvornas koefficientval
(Silva m.fl. 2010, s 186)

Nurjähduskäyrä	a_0	a	b	c	d
Epätarkkuustekijä α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Figur 16: Tabell med koefficientval ur figur 15

(Suomen Standardisoimisliitto SFS ry 2006, s 62)

Knäckningshållfasthetens reduktionsfaktor χ ersätter $\frac{N_{max}}{N_{pl}}$

$$\chi + \frac{\chi}{(1 - \chi \lambda^2)} \frac{e_0 A}{W_{el}} = 1 \quad (22)$$

eller

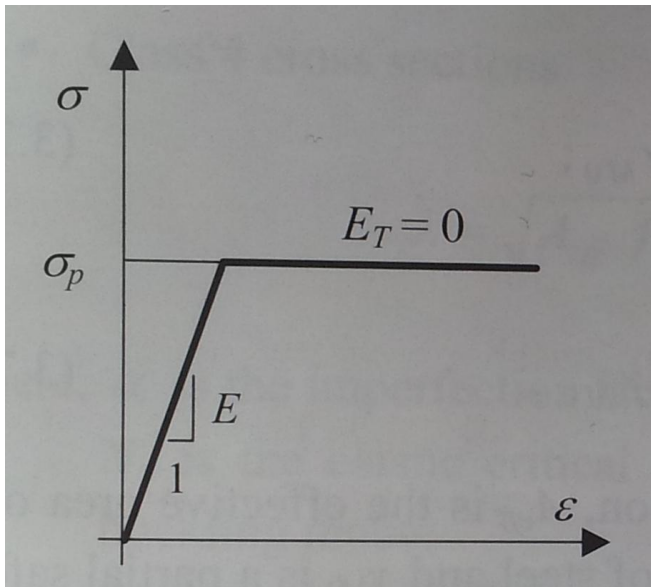
$$(1 - \chi)(1 - \chi\bar{\lambda}^2) = \frac{e_0 A}{W_{el}} \chi = \eta \chi \quad (23)$$

η står för den generaliserade startdefekten som har definierats av Maquoi och Rondal, 1978:

$$\eta = \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) \quad (24)$$

α är faktorn som definieras enligt formen på profilen och plockas ut ur Figur 16

$$(1 - \chi\bar{\lambda}^2)(1 - \chi) = \eta \chi = \alpha \chi(\bar{\lambda} - 0,2) \quad (25)$$



Figur 17: Ett perfekt elastiskt-plastiskt beteende av stål

(Silva m.fl. 2010, s 183)

Med att lösa den kvadrerade ekvationen 25 med minimivärde ges:

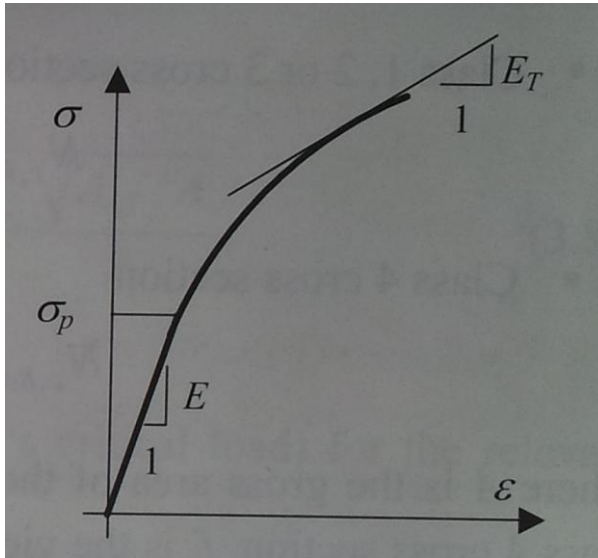
$$\chi = \frac{\Phi - \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}{\bar{\lambda}^2} \quad (26)$$

med

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]. \quad (27)$$

När täljaren och nämnaren multipliceras i det tidigare uttrycket med den konjugerade termen $\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}$ så fås det χ som är reduktionsfaktorn enligt risken för vridknäckning som är funktionen av slankhetstalet $\bar{\lambda}$ och defektfaktorn α :

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}. \quad (28)$$



Figur 18: Ett elastiskt-plastiskt beteende av aluminium

(Silva m.fl. 2010, s 183)

Figur 17 visar stålets elastiskt-plastiska typbeteenden medan figur 18 visar beteendet på aluminium och rostfritt stål. Det uppstår ytterligare problem när t.ex. rostfritt stål närmar sig kritiska spänningen, då måste geometrin beaktas i en plastisk synvinkel. Då infogas tangentmodulen E_T som orsakar att kalkylen måste upprepas för varje steg eftersom tangenten ändras när spänningen ökar. Ekvation 14 modifieras i så fall till:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E_T I}{L_E^2} \quad (29)$$

För att korrekt dimensionera profilen så får inte det dimensionerande axiella trycket överskrida tvärsnittets motståndskraft:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1.0. \quad (30)$$

N_{Ed} är den dimensionerade lasten och $N_{c,Rd}$ är pelarens tillåtna maxkraft.

(Silva m.fl. 2010, s 176-183)

4 Excel



Figur 19: Excel programmet
(Excel_Document_Icon)

4.1 Grunder

Excel är ett utmärkt verktyg att behandla problem på ett enkelt sätt. För det första så krävs det väldigt lite att bli bekant med programmet p.g.a. dess användarvänlighet. Ett fint exempel är dess cellindelning och kopieringsmöjligheter som görs med enkla drag och släpp. För att få en lite mera användbar Excel så lönar det sig att skaffa ”Developer” versionen av den. Då kan man infoga olika funktioner som knappar och ”Group boxar” som fungerar som länkar till olika funktioner.

4.2 Funktioner

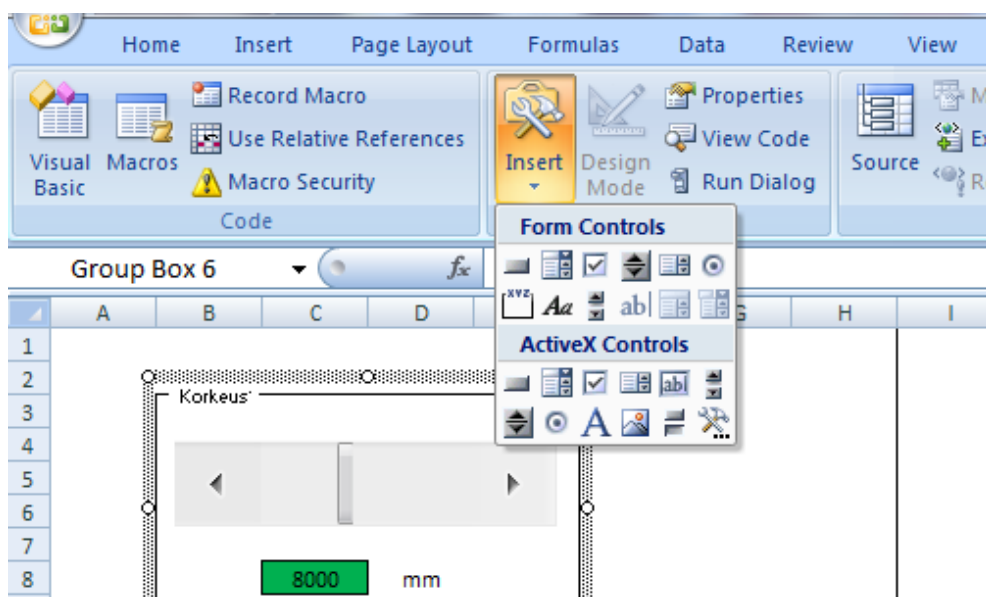
Jag använde mig ganska lite av Excels fina och otroliga funktioner och skrev helst mina egna formler som jag plockat ut från skolans kurser. Formlerna är beroende av varandra som sedan presenterar svaren i kalkylens ”Laskuri” -flik.



Figur 20: Excel devolper programmet (Björkqvist 2013)

Jag fyndade på nätet flera olika möjligheter att ändra hela programmet med makrofunktioner, men jag vågade inte göra det p.g.a. att jag inte ville rådda bort mig i en ny värld som är endast estetisk och inte överhuvudtaget praktisk. Detta ledde till att jag inte alls ändrade på utseendet och lät hela programmet se ut som Excel, vilket har en annan fördel eftersom alla användare själva kan justera programmet enligt eget intresse.

För att mata in värden och få resultat presenterade har jag använt mig av "Group Box"-funktionen, som är ett bra verktyg för att få knappar och få information presenterad. "Group boxen" insätts från developer fliken, enligt figur 21. Sedan insätts det knappar in i boxen som man kan länka till.



Figur 21: Excel group Box (Björkvist 2013)

4.3 Dimensioneraren

Jag har valt att begränsa mig till en pelare som är ledad i båda ändarna för att precisera mitt arbete. I detta fall så sker knäckningen i mitten av pelaren om den utsätts för en central vertikal kraft. Alltså ingår det ingen längdreduktion i mina uträkningar. Pelaren som dimensioneraren räknar ut är fastsatt med bultar i bägge ändarna och utsätts för permanenta och vistelse laster rakt uppifrån. Lasterna appliceras i sina fält i dimensioneraren och konverteras direkt enligt brottgränstillstånd i kalkylerna. Egenvikterna på balkarna har jag också inkluderat i räknaren, så att de permanenta lasterna som skall skrivas in i räknaren är

brandskydd och dylika vikter som anges i kN i sina fält. P.g.a. att alla laster har sin börda på toppen av pelaren så blir pelaren aningen överdimensionerad.

Dimensioneraren ger sex olika svar för varje fall som tillämpas i räknaren. Tre av pelarna som presenteras är IPE, HEA och HEB som står med två ledade ändar med bördan lodrätt uppe. De tre andra resultaten är samma pelare men med ett stöd i mitten mot den svagare riktningen.

Den andra delen av dimensioneraren bestämmer bultar och svetsfogar i ändarna av pelaren genom att tillsätta ett moment. Startvärdena i andra delen är klasserna för bultarna, mängden av bultar och svetsfogens stålklass. Momentet inkluderade jag med att man sätter ett startvärde som sedan väljer pelaren. Det verkar vara ett mera logiskt val i jämförelse med att välja en pelare som sedan berättar det maximala momentet.

Korkeus:

◀

▶

8000

 mm

Tersäslaat:

☐ S 235

☒ S 275

☐ S 355

☐ S 450

Pysyvä kuorma ja muuttuvat kuormat:

G

100

 kN

◀

▶

Q

100

 kN

◀

▶

q


100

 kN


◀

▶

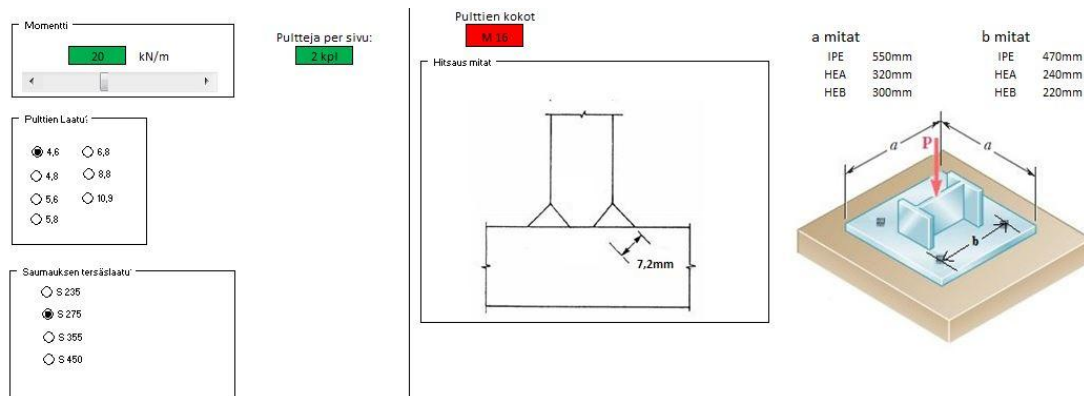
Pilari

IPE	450	
HEA	220	
HEB	200	

Pilarit Välituelli.

IPE	270	
HEA	160	
HEB	160	

Figur 22: Knäckning (Björkqvist 2013)



Figur 23: Fastsettning (Björkqvist 2013)

4.4 Formler

Det första som dimensioneraren räknar ut efter att startvärdena är applicerade är N_{cr} . N_{cr} är den kritiska lasten vars egenskaper baseras på bruttotvärnsnittet som följer elasticitetsteorins knäckningsform.

N_{cr}	λ	α	ϕ	χ	$N_{c,Rd}$	Oma paino	%		
2,752694	8,736431	0,34	40,1138	0,012616	2,650613	380,5413271	143,567	1	0
5,149157	7,416805	0,34	29,23136	0,017389	4,925561	380,7307916	77,297		0
8,970545	6,361271	0,34	21,7803	0,023468	8,518938	380,9383003	44,717		0
14,5407	5,569235	0,34	16,92096	0,030396	13,70856	381,1638532	27,805		0
22,11871	4,999016	0,34	13,81091	0,037474	20,71361	381,4254946	18,414		0
32,70848	4,482653	0,34	11,27514	0,046252	30,39884	381,6961582	12,556		0
45,98619	4,128336	0,34	9,689398	0,054185	42,46745	382,0209544	8,996		0
66,38851	3,719573	0,34	8,01594	0,066152	60,76082	382,3637949	6,293		0
91,97237	3,419212	0,34	6,892771	0,077654	83,4971	382,7697902	4,584		0
136,0155	3,046341	0,34	5,623975	0,096605	121,9396	383,2569846	3,143		0
195,6032	2,750233	0,34	4,71543	0,117017	173,1266	383,8073338	2,217		0
255,191	2,597293	0,34	4,280504	0,130158	224,0669	384,4298599	1,716		0
336,8002	2,436393	0,34	3,848192	0,14648	292,8498	385,1516294	1,315		0
427,4772	2,331515	0,34	3,580339	0,158794	368,9968	385,9816642	1,046		0
544,0619	2,234707	0,34	3,342859	0,171557	466,1195	387,0011636	0,830		450
693,0313	2,145453	0,34	3,13221	0,184697	589,1843	388,183061	0,659		0
864,6698	2,064399	0,34	2,947819	0,197938	729,4033	389,5634451	0,534		0
1097,839	1,976784	0,34	2,755891	0,213853	917,4282	391,006984	0,426		0

Figur 24: Räkningsföljd (Björkqvist 2013)

Räkningen följs av det konverterade slankhetstalet som betecknas med λ och därefter a som är proportionen på tvärsnittsarean med y- och z-axeln i beaktande. Sedan räknar den ut variabeln φ som tillämpas i formeln för knäckningshållfasthetens reduktionsfaktor χ .

Med hjälp av reduktionsfaktorn räknar kalkylen ut den pressade pelarens knäckningshållfasthets dimensioneringsvärde, som heter $N_{b,Rd}$. Slutligen jämför den normalkraftens mätvärde N_{Ed} med $N_{b,Rd}$ som ger flera olika värden, men räknaren plockar ut det första värdet som är under 1, och via denna så vet räknaren vilken balk som är lämpligast för bördan.

5 Kritisk granskning

Eftersom jag inte hittade stålräknaren på theseus var jag tvungen att själv konstruera räknaren. Det här resulterar i att alla inte tycker om utseende eller ordningen på variablerna och svaren. Jag kom inte heller åt de kommersiella räknarna p.g.a. att de kostar och jag saknar beställare som skulle visat hur de fungerar och ser ut.

Räknaren behandlar bara 3 st. olika profiler som jag plockar ut ur byggkalendern. Dessa profiler är inte direkt de lättaste att använda som pelare, men de har bra fastsättningsmöjligheter och är tillgängliga runtom i världen.

Pelarna utsätts bara av en last på toppen som är ett väldigt begränsat fall. Vanligtvis så måste pelarna beaktas med excentriska laster och sidoförskjutningar. Och om det bultas fast moduler i mitten av pelaren så uppstår det moment vid fastsättningen som kan leda till buckling och vridning som skulle kräva tilläggsberäkningar.

Figur 25: Knäckningsberäkningarna (Björkqvist 2013)

Figur 24 visar hur mycket celler som är aktiva i knäckningsberäkningarna. Jag har satt rubriker till alla räkningar, men tyvärr så blir det ändå lite kaotiskt när man skall börja editera och möjligtvis tillämpa nya profiler.

Ruukki publicerar med jämna mellanrum nya profiler som har färdigt uträknade moment och laster enligt längd. Ruukkis runda hålprofiler är väldigt lätta i jämförelse med H-profilerna som jag har behandlat i mitt arbete. H-profilerna används nog eftersom de har bra håltagnings möjligheter.

Jag använde mig av tre stycken ”Mechanics of Materials” böcker. Jag bekantade mig med versionen från 1992 tills jag hittade 2012 versionen. (Beer m.fl. 2012) gav alla bilder som presenteras i stycke 2 medan texten så blev mycket klarare från (Gere och Goodno 2013)

Ursprungligen plockade jag eurokodräkningarna från (Suomen Standardisoimisliitto SFS ry 2006). Sedan läste jag mig in på (CEN 2006) och jämförde dessa texter för att få en bättre bild på svenska. Men det blev sen sist och slutligen (Silva 2010) som jag använde i texten.

(Bullen, Bovey och Green 2005) handledde mina Excel kunskaper och löste många problem. Räknaren granskades slutligen av min handledare som ansåg att den fungerar felfritt inom de begränsningar som jag ställt åt profilerna.

6 Slutsatser

Min räknare fungerar inom sitt eget beräknings område, men att konstruera en räknare för allmänheten är inte så vettigt ur den synvinkeln att det finns oändligt med åsikter och om något skall ändras så leder problemet troligtvis hela vägen till personen som har gjort räknaren.

Jag hittade flera examensarbeten på theseus som handlar om betongkalkyler enligt eurokoder. Tyvärr så hittade jag ingen stålräknare som jag skulle kunna jämföra min räknare med.

Det svåraste i räknaren är att få räkningarna i rätt ordning och att få svaren länkade till "Laskuri" fliken och höger om variablerna. Det fanns flera videon på youtube som förklarade "Group box" funktionerna, vilka fick räknaren att se bättre ut. Själva bilderna i räknaren har jag editerat i "Paint" för att illustrera alla knäckningsfall.

Räknaren blev begränsad till knäckning, svetsfogarnas styrka tangerande med profilens styrka och bultarna dimensioneras enligt momentet. Arbetet kunde inte göras längre p.g.a. att yrkeshögskolan rekommenderar att man inte skall överskrida 15 sp värt timmar.

Figur 32 har jag en bild på hur räknaren blev och se ut. Jag har på vänstra sidan alla variabler som man får ändra på och på högra sidan alla svar från räknaren. I svaren så har jag satt en liten ruta som visar att som det står DIV/0 så betyder det att det räcker med den minsta profilen eller bultar. Om räknaren säger NUM så betyder det att lasterna blir för stora och mina insatta produkter håller inte lasterna.

Räknaren lyckades och figur 26 visar slutliga utseendet. Räknaren följer (Suomen Standardisoimisliitto SFS ry osa 1-1 2006 s 61) utan besvär och jag kommer troligtvis att fortsätta utveckla räknaren för nya profiler och ändra räkningarna när det krävs.

Excel_Pelardimensionerare - Microsoft Excel non-commercial use

Home Insert Page Layout Formulas Data Review View Developer

Clipboard Font Alignment Number Conditional Formatting Styles

H31

Lisättävät

Korkeus: 4503 mm

Tersäslaatui: ☐ S 235 ☐ S 275 ☒ S 355 ☐ S 450

Pysyvä kuorma ja muuttuvat kuormat:

G: 0 kN

Q: 400 kN

q: 0 kN

Momentti: 289 kNm

Puitteja per sivu: 4 kpl

Pulttien Laatu: ☐ 4,6 ☐ 6,8 ☐ 8,8 ☒ 10,9 ☐ 5,8

Saumausten tersäslaatui: ☐ S 235 ☐ S 275 ☒ S 355 ☐ S 450

Vastaukset

Pilari

IPE	330
HEA	180
HEB	160

Pilarin Välikuoli:

IPE	240
HEA	140
HEB	140

a mitat

IPE	530mm
HEA	380mm
HEB	360mm

b mitat

IPE	430mm
HEA	280mm
HEB	260mm

Pulttien kokot

IPE	M 20
HEA	M 20
HEB	M 20

Jos #DIV/0! #NUM! Niin Min Max

Hissaus mitat

IPE=	6,8mm
HEA=	6,0mm
HEB=	8,0mm

Ohje Laskuri Kuormat Liitokset

Figur 26: Räknaren (Björkqvist 2013)

Källförteckning

Beer, F.P., Johnston, E.R, Jr. (1992). Mechanics of materials, second ed. New York: McGraw-Hill

Beer, F.P., Johnston, E.R.Jr., DeWolf, J.T., Mazurek, D.F. (2012). Mechanics of materials, 6th ed. New York: McGraw-Hill

Bullen, S., Bovey, R., Green, J. (2005). Professional Excel Development. Boston: Addison-Wesley

CEN. (2006). Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. Bryssel: CEN

CEN. (2006). Eurocode 3. Design of steel structures. Part 1-4: General rules. Supplementary rules for stainless steels. Bryssel: CEN

CEN. (2006). Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints. Bryssel: CEN

Suomen Standardisoimisliitto SFS ry. (2006). EUROCODE 3. TERÄSRAKENTEIDEN SUUNNITTELU. OSA 1-1: YLEISET SÄÄNNÖT JA RAKENNUKSIA KOSKEVIA SÄÄNNÖT. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS ry

Suomen Standardisoimisliitto SFS ry. (2006). EUROCODE 3. TERÄSRAKENTEIDEN SUUNNITTELU. OSA 1-4: YLEISET SÄÄNNÖT. RUOSTUMATTOMIA TERÄKSIÄ KOSKEVAT LISÄSÄÄNNÖT. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS ry

Suomen Standardisoimisliitto SFS ry. (2006). EUROCODE 3. TERÄSRAKENTEIDEN SUUNNITTELU. OSA 1-8: LIITOSTEN MITOITUS. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS ry

Gere, J.M., Goodno, B.J. (2013). Mechanics of materials, 8th ed. Stamford: Cengage Learning

Heinisuo, M. (2007). Eurokoodikoulutusta kuntien rakennustarkastajille Luentomoniste 2008. Tampereen Teknillinen Yliopisto, Tammerfors

Lind, J., Lovén, J. (2010). Böj- och böjvridknäckning av stålpelare enligt Eurokod 3. Avhandling för ingenjör magisterexamen. Högskolan i Halmstad, Halmstad

Silva, L.S.d., Simões, R., Gervásio, H. (2010). Design of Steel Structures. Mem Martins: ECCS